Mesures de mécanique des roches

Autor(en): **Rechsteiner, Gian F.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **98 (1980)**

Heft 36: **Der Gotthard-Strassentunnel**

PDF erstellt am: **19.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-74181

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Mesures de mécanique des roches

par Gian F. Rechsteiner, Locarno

Avec le percement du tunnel routier du Gothard s'est présentée une occasion unique de procéder à des mesures de mécanique des roches. La géologie variée, la section importante, la présence de quatre puits de ventilation et d'une galerie de sécurité parallèle au tunnel principal et le précédant, ainsi que les grandes profondeurs atteintes sont quelques-uns des facteurs qui justifiaient la construction et permettaient en même temps certaines recherches in situ.

L'exécution de mesures de mécanique des roches fut proposée en 1969 par le Groupement d'ingénieurs pour le tunnel du Saint-Gothard, à des fins de contrôle de la construction (méthode d'excavation, dimensionnement du revêtement) et confiée au bureau d'études du Dr G. Lombardi. Pour certaines mesures, ce dernier s'est adressé à des maisons spécialisées; pour d'autres encore, il a collaboré avec les Ecoles Polytechniques Fédérales de Lausanne et de Zurich.

En plus du rôle de contrôle qu'elles jouèrent, ces mesures permirent, à différents degrés, de mettre au point la technique opératoire et aussi de vérifier et d'affiner les méthodes de calcul, alors en plein développement.

Parallèlement aux mesures in situ, de nombreux essais ont été exécutés en laboratoire afin de connaître les propriétés mécaniques des roches. Les plus importantes sont sans doute les caractéristiques de résistance au glissement (angle de frottement, cohésion), la déformabilité (module de déformation) et les résistances à la rupture de la roche intacte (compression simple, essai brésilien). Nous ne reproduirons pas ici, malgré leur intérêt, les résultats obtenus, car nous sortirions ainsi du cadre de cet article.

Les mesures in situ et leur emplacement

Les mesures in situ avec leur emplacement sont énumérées dans la fig. 1. Leur grand nombre ne nous permet pas de les décrire toutes. Nous nous limiterons par conséquent à en exposer certaines plus en détail, à cause de leur contribution directe à la solution de deux problèmes fondamentaux: *influence du front de taille sur la déformation de la roche et pression exercée sur le revêtement;* elles nous paraissent en outre très intéressantes du point de vue de leur mode opératoire.

Il s'agit des mesures faites à l'aide d'extensomètres et de déflectomètres et de celles exécutées essentiellement à l'aide de vérins plats et de réseaux de convergence.

Mesures à l'aide d'extensomètres et de déflectomètres

La première section de mesure installée sur le chantier du Saint-Gothard était équipée d'un extensomètre et la deuxième d'un extensomètre et d'un déflectomètre. Le but de ces deux profils était de déterminer l'influence de l'avance du front de taille sur la déformation de la roche.

Section de mesure 1

Cette section de mesure se trouvait dans le granit de l'Aare, à 2,265 km du portail nord, sous une couverture rocheuse de 500 m. Comme on le voit à la fig. 2, l'extensomètre fut installé à partir d'une niche aménagée dans la galerie de sécurité, transversalement à l'axe en direction du tunnel principal. La mise en place de l'appareil et le début des mesures eurent lieu alors que le front du tunnel principal était encore distant de plus de 100 m. A partir de 40 m, les déformations augmentèrent nettement. On constate que les points de mesure ont commencé par s'éloigner de l'axe du futur tunnel principal pour s'en rapprocher dès le passage du front de taille. Ceci est probablement dû à l'effet de déviation des forces longitudinales [1].

(En réalité, le phénomène est plus complexe, car les déplacements sont mesurés par rapport à la tête de mesure qui n'est elle-même pas fixe. Une partie des déplacements «négatifs» n'est qu'apparente, la tête de mesure pouvant subir un déplacement parallèle à l'appareil plus grand que les points de mesure, lorsque le front de taille se trouve enco-

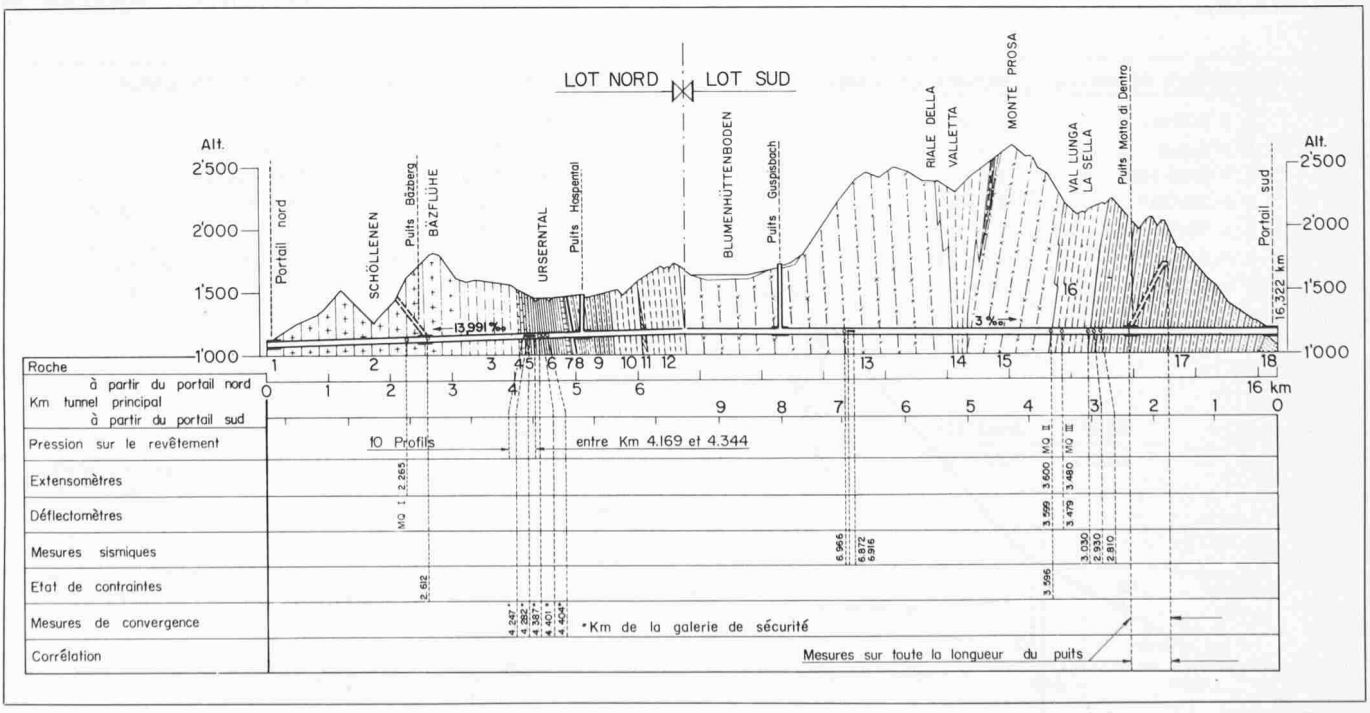


Fig. 1. Mesures in situ et leur emplacement. Nomenclature des roches : 1 Remblai, 2 Granit de l'Aare, 3 Gneiss au sud du granit de l'Aare, 4 Jurassique, 5 Trias, 6 Permocarbonifère, 7 Marbres, 8 Permocarbonifère, 9 Schistes séricitiques, 10 Paragneiss, 11 Serpentine, 12 Paragneiss, 13 Gneiss granitique du Gamsboden, 14 Paragneiss, 15 Granit et gneiss granitiques de la Fibbia, 16 Gneiss de la Sorescia, 17 Schistes de la Tremola, 18 Trias

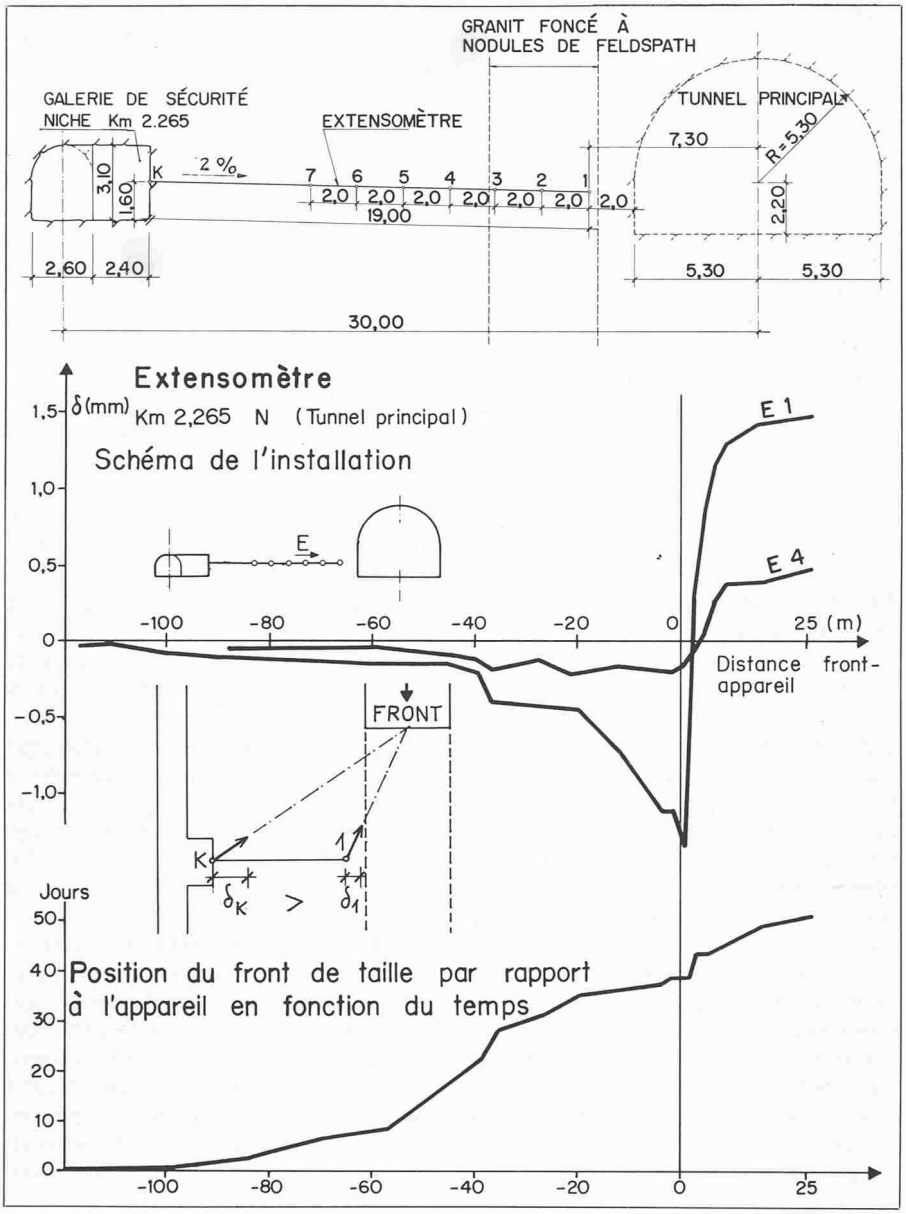


Fig. 2. Section de mesure 1. Description de l'installation et déplacements des points 1 et 4 par rapport à la tête de mesure en fonction de la distance du front de taille. Position du front de taille par rapport à l'appareil en fonction du temps

re à une certaine distance du profil. Il en résulte un raccourcissement de la distance tête-points de mesure, sans que ces derniers ne s'éloignent de l'axe du tunnel [voir fig. 2, schéma entre les deux graphiques]. Lorsque le front de taille se trouve plus près du profil de mesure, sans l'atteindre encore, les déplacements des points de mesure deviendraient plus grands que celui de la tête, s'il n'y avait pas les forces de déviation qui repoussent les points de mesure, provoquant alors de réels déplacements négatifs).

Par ailleurs, les déformations aussi bien négatives que positives ont été très faibles, de l'ordre de 1,5 mm. Les mesures ont commencé le 29 juin 1972 et se sont terminées le 23 août de la même année.

Section de mesure 2

Cette section a été installée dans le gneiss de la Sorescia, à 3,480 km du portail sud, sous une couverture rocheuse de 1000 m, précédant d'environ 100 m le front de taille du tunnel principal. A une distance de 54 m de l'extenomètre, l'excavation s'est poursuivie en deux phases: en calotte puis en stross (fig. 3).

Après que la calotte eut dépassé l'extensomètre de 2,5 m, on passa au stross que l'on abattit jusqu'à 11 m avant l'extensomètre. On reprit ensuite l'excavation en calotte; 35 m après l'appareil, on repassa à la pleine section. Sur toute la longueur de l'avancement en section partielle, le tunnel a été revêtu de cintres HEB 180 distants de 1,5 m, retenant des tôles Bernold derrière lesquelles a été coulé un remplissage de béton.

Comme pour la section de mesure 1, les déplacements par rapport à la tête de mesure des points de l'extensomètre, qui a été pratiquement insensible au

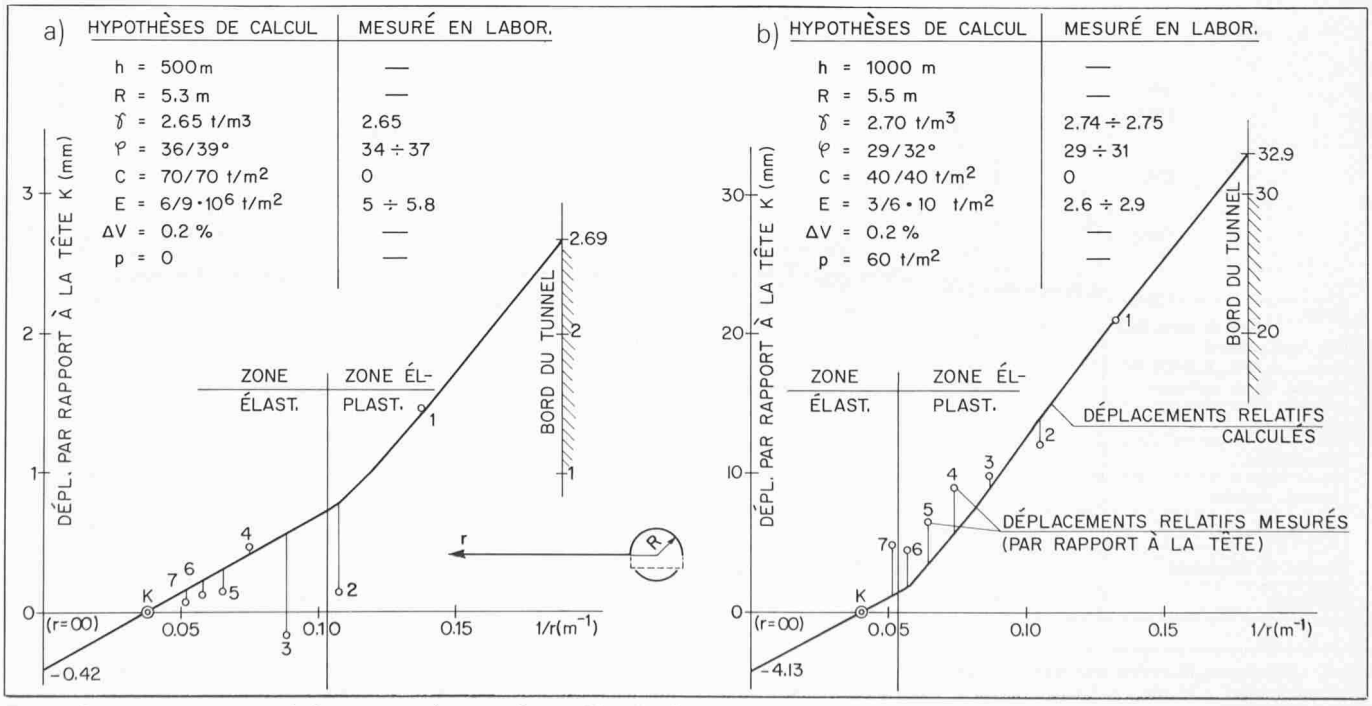


Fig. 4. Comparaison mesures-calculs a) section de mesure 1 b) section de mesure 2

passage de la calotte, ont commencé par être négatifs, toutefois dans une mesure bien moindre par rapport aux déplacements positifs (fig. 3a). La viscosité de la roche est apparue nettement durant l'arrêt des travaux. A la fin des mesures, lorsque le front de taille avait dépassé l'extensomètre de 120 m, les déformations ne s'étaient pas encore arrêtées, ce qui est un autre signe de la présence de viscosité [2]. A ce moment, le déplacement du point 1 par rapport à la tête de mesure était de 22 mm. La nette rupture de pente que l'on remarque à une distance stross-appareil de 12 m correspond à la mise en place du revêtement. Les déformations du déflectomètre (fig. 3b), comme l'on pouvait s'y attendre, ont commencé dès le passage de la calotte. Le déplacement du point D1 représente la flèche du déflectomètre au moment de la mesure. Un éventuel déplacement absolu de l'extrémité supérieure n'apparaît pas; ceci peut expliquer en partie l'allure inattendue de la courbe des déformations. Les mesures dans la section 2 ont eu lieu entre le 15 octobre 1973 et le 19 avril 1974.

Comparaison mesures – calculs

La fig. 4 représente la comparaison, pour les sections 1 et 2, entre le calcul et les déplacements des points de l'extensomètre calculés et ceux mesurés lors de la dernière lecture. Le front de taille se trouvant à ce moment-là assez loin des appareils (section 1 à 30 m, section 2 à 120 m), on a admis qu'il n'influait plus sur les déformations dans les sections de mesure et on a procédé à un calcul dans un modèle bidimensionnel [3, 4]. Les caractéristiques de la roche déterminées en laboratoire ont subi un ajustement, léger pour γ, φ et E, et marqué pour la cohésion. Ce dernier ajustement a été rendu nécessaire parce que les résultats des mesures en laboratoire ne peuvent être étendus à tout le massif rocheux qui entoure la cavité [5]. En effet, en laboratoire, on a mesuré la cohésion sur une surface de discontinuité préexistante et de faibles dimensions, alors que dans les massifs où se trouvaient les sections 1 et 2, les surfaces préexistantes étaient ondulées et peu fréquentes. La valeur nulle de la cohésion trouvée en laboratoire est d'ailleurs en contradiction avec le fait que le front de taille était stable dans les deux sections.

Comme on peut le constater, la corrélation entre le calcul et les mesures est satisfaisante. La position des points 2 et 3 de la section 1 qui paraît incompatible avec celle des autres points est probablement due au fait qu'ils se trouvaient dans une bande de granit foncé à nodules de feldspath, de propriétés différentes de celles du reste du massif (fig. 2). La représentation en fonction de 1/r des déplacements calculés a permis d'estimer le mouvement de la tête de l'extensomètre et, partant, les déplacements absolus des différents points de mesure et du bord de l'excavation. Celui-ci s'est déplacé de 3 mm dans le granit de l'Aare et de 37 mm dans le gneiss de la Sorescia.

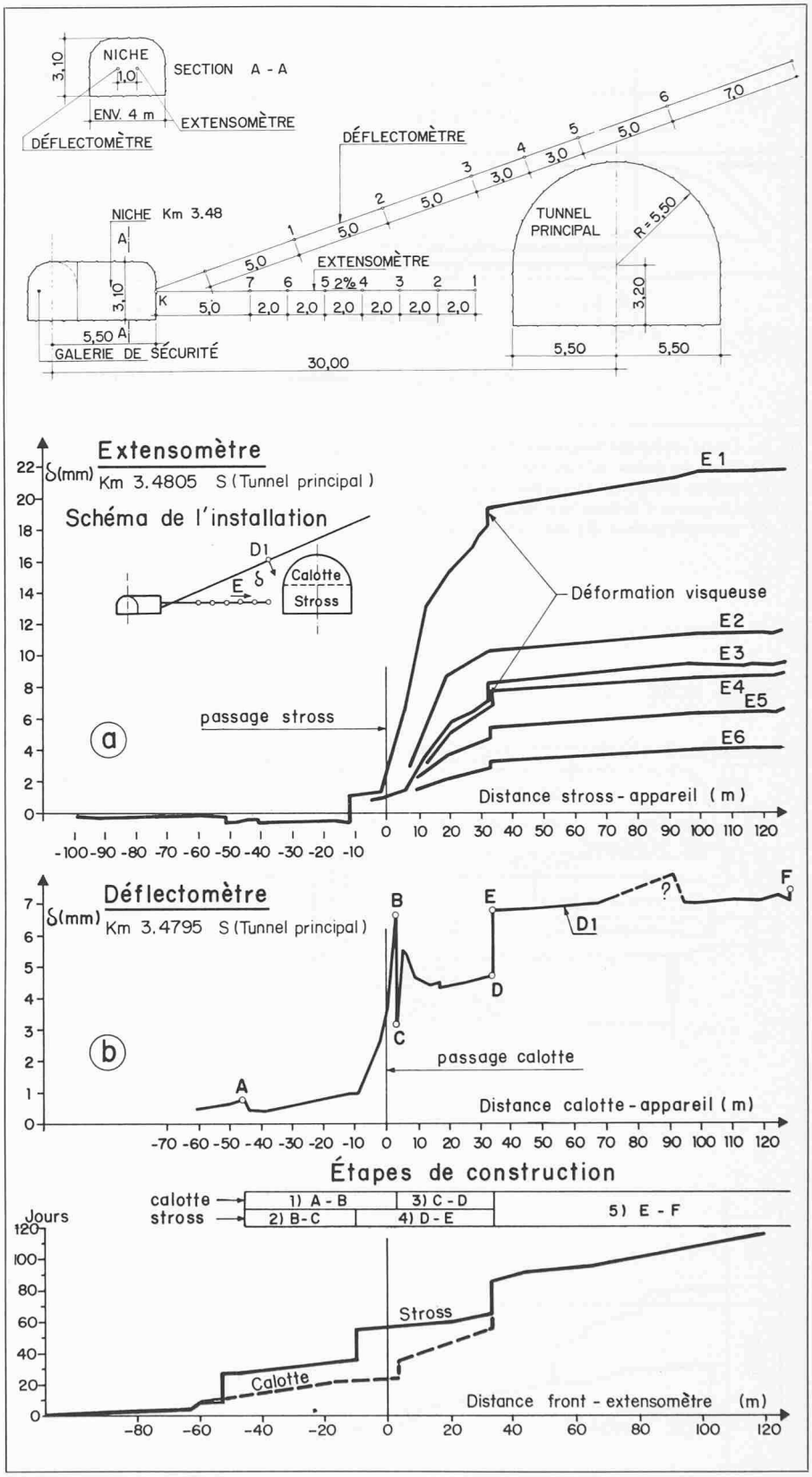


Fig. 3. Section de mesure 2. Description de l'installation; déplacements des points 1 à 6 de l'extensomètre par rapport à la tête de mesure en fonction de la distance du front de taille. Déplacements du centre du déflectomètre par rapport à la droite reliant ses deux extrémités en fonction de la distance du front de taille

Mesure de la pression sur le revêtement

Cadre des mesures

Ces mesures ont eu lieu dans la zone dite du *«Mésozoïque»*. Il s'agit d'une zone de 300 m de longueur dans le lot

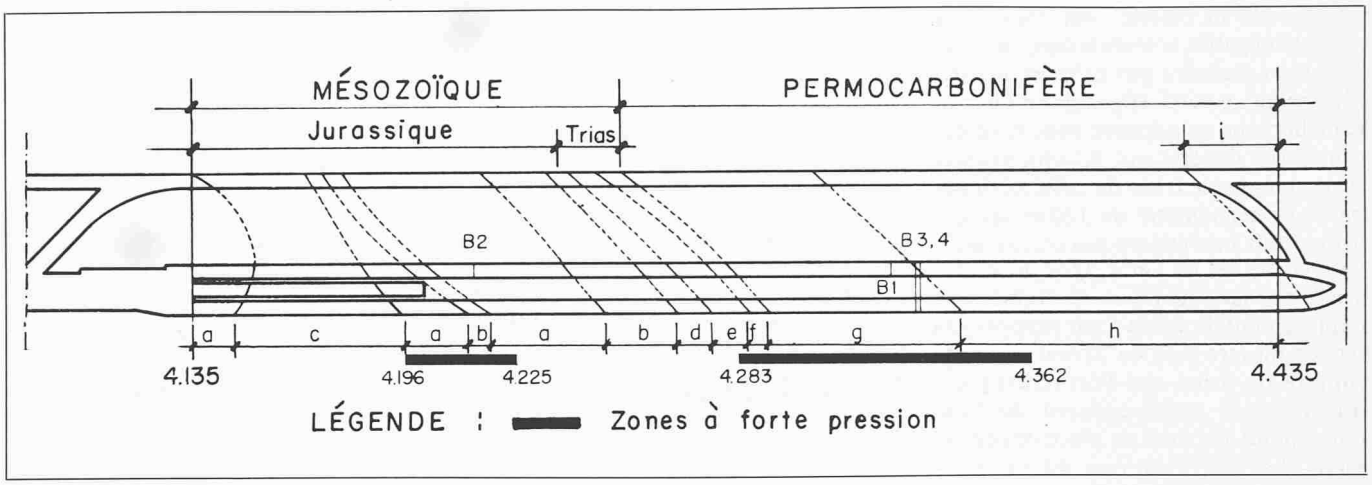


Fig. 5. Coupe géologique horizontale dans la zone du mésozoïque
Nomenclature des roches : a) Calcaires, b) Schistes argileux avec calcaire, c) Schistes argileux et schistes calcaires à lentilles de quartz, d) Dolomie avec schistes argileux et calcaires, e) Dolomie avec gypse et schistes argileux, f) Gypse compact, g) Schistes séricitiques à lentilles de quartz mylonitisés, h) Schistes séricitiques et phillites à lentilles de quartz, i) Schistes séricitiques-chloritiques.
B1, B2 : cintres de piédroit. B3, B4 : cintres de calotte

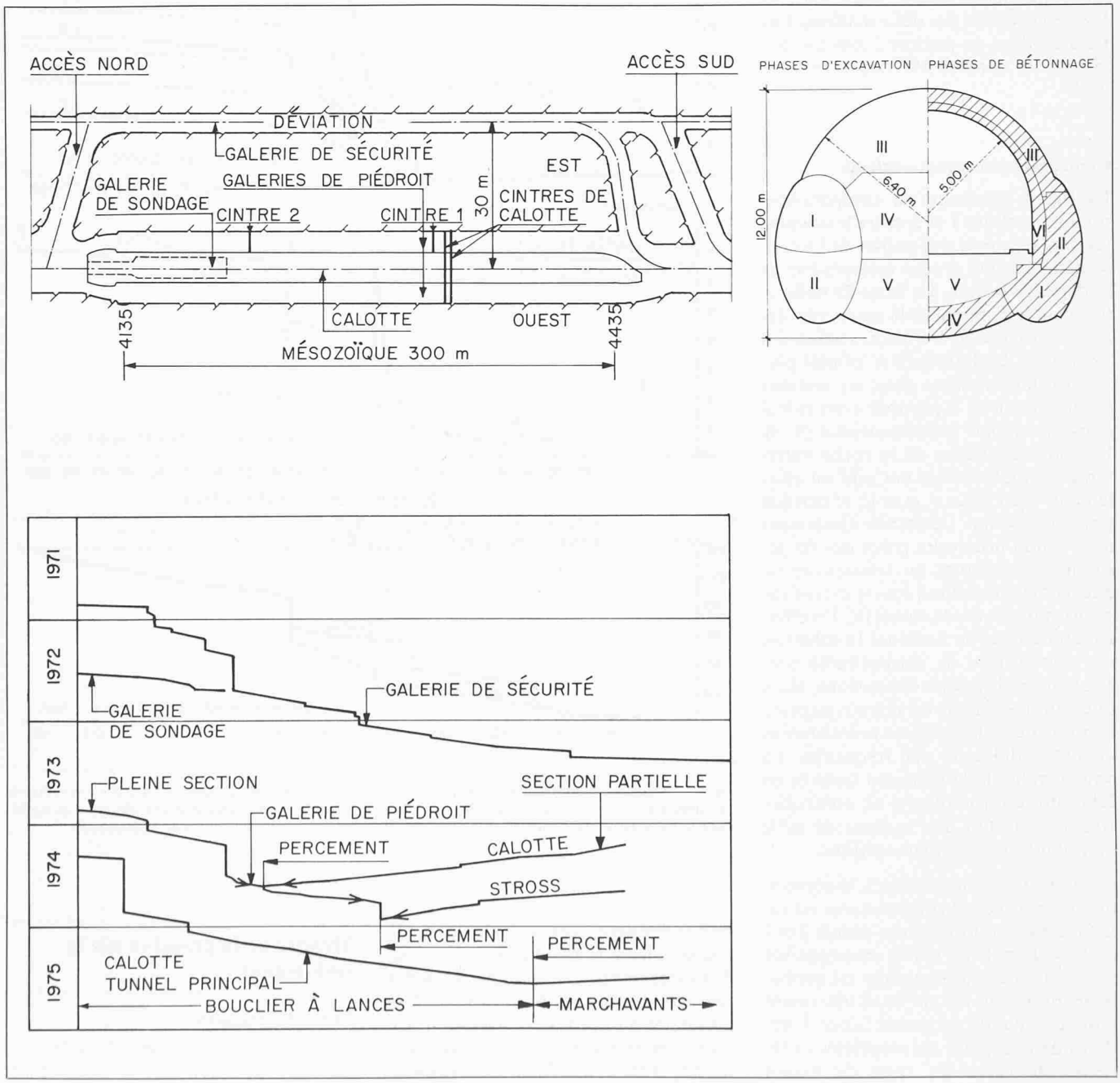


Fig. 6. Déroulement des travaux dans la zone du mésozoïque. Etapes d'excavation et de bétonnage

Nord, comprise entre les km 4,135 et 4,435 (fig. 5), qui appartient, malgré son appellation, en partie au mésozoïque et en partie au permocarbonifère. La couverture rocheuse y est de 300 m. Dans cette zone, les sollicitations du revêtement se sont avérées exceptionnellement élevées dès l'excavation de la galerie de sécurité.

Les travaux de construction du tunnel principal ont été décrits en détail ailleurs [6, 7]. Disons ici que l'on a adopté la méthode de construction allemande (fig. 6) et que l'on a contourné la zone du mésozoïque par la galerie de sécurité pour poursuivre les travaux d'avancement au-delà.

Les avis sur les pressions qui allaient s'exercer réellement sur le revêtement étaient très divers. Aussi décida-t-on de procéder à des mesures pour lever cette incertitude.

Deux sections de mesures furent installées dans la galerie de piédroit Est aux km 4,324 et 4,212 et deux autres en calotte aux km 4,331 et 4,332. Les mesures s'étendirent entre le 21 juin 1974 et le 29 octobre 1975.

Cintres de piédroit 1 et 2

L'installation de mesure est représentée dans la fig. 7. Le comportement du cintre de mesure 1, placé dans du calcaire fortement altéré, a été mesuré en deux étapes, suivant ainsi les phases d'excavation. Dans la première phase, la galerie de pied a été ouverte en calotte et le cintre de soutènement du km 4,324 équipé. Après l'abattage du stross, il a été complété et les mesures furent poursuivies.

L'équipement des deux cintres consistait en boulons de fixation pour l'appareil de mesure de convergence et en vérins plats. Ces derniers, fonctionnant passivement, permettaient en quelque sorte de peser les cintres sous lesquels ils étaient placés.

Dans le cintre 2, situé dans les schistes séricitiques à lentilles de quartz mylonitisés, un vérin plat a en outre été posé dans la traverse centrale. Remarquons les ancrages de mesure du hors-profil sur lesquels nous reviendrons plus loin.

On voit à la fig. 8 les résultats de mesure de force sur les vérins et de convergence du cintre 1 (1ère étape). Les forces, de l'ordre de 70 t et les très grandes convergences donnent à penser que la limite élastique du cintre a été dépassée. Notons la nette influence de l'approche du stross, autant sur les forces dans les vérins que sur les convergences.

Les forces sur les vérins du cintre 2 (fig. 9) sont nettement plus faibles que pour le cintre 1. Il est intéressant de remarquer l'influence des diverses phases de travail sur leur évolution; l'effet de la viscosité apparaît clairement durant l'arrêt des travaux du mois d'août.

Les forces et les convergences mesurées nous ont permis de calculer l'intensité

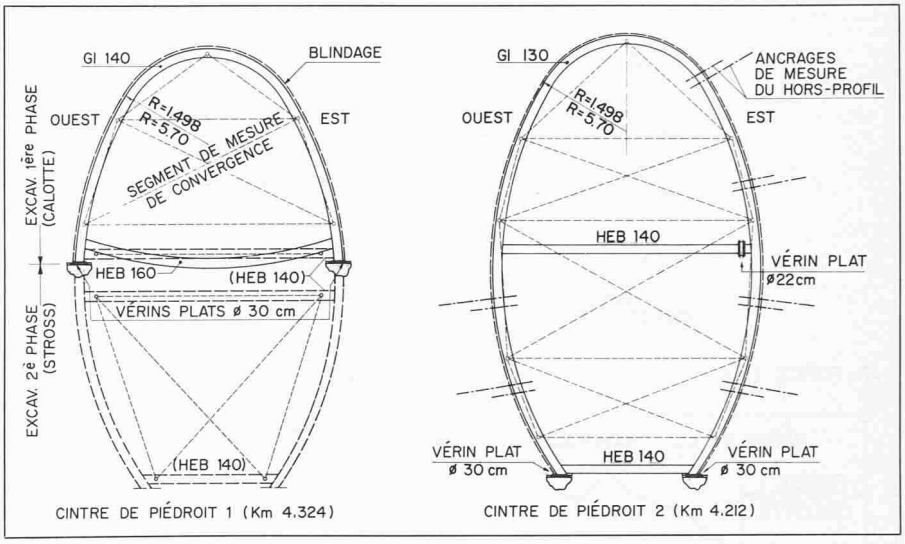


Fig. 7. Cintres de piédroit 1 et 2

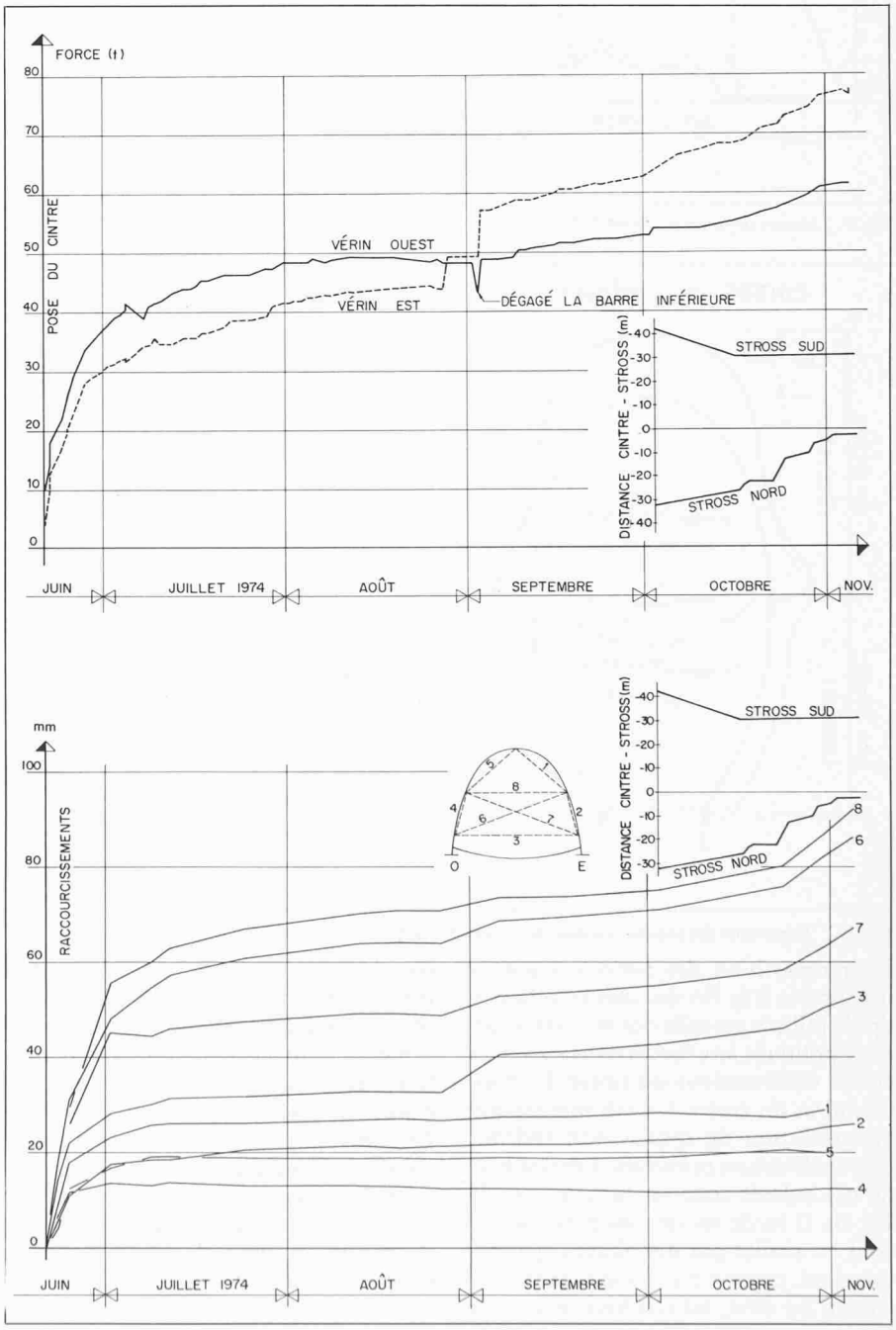


Fig. 8. Mesure de forces et de convergence au cintre de piédroit 1

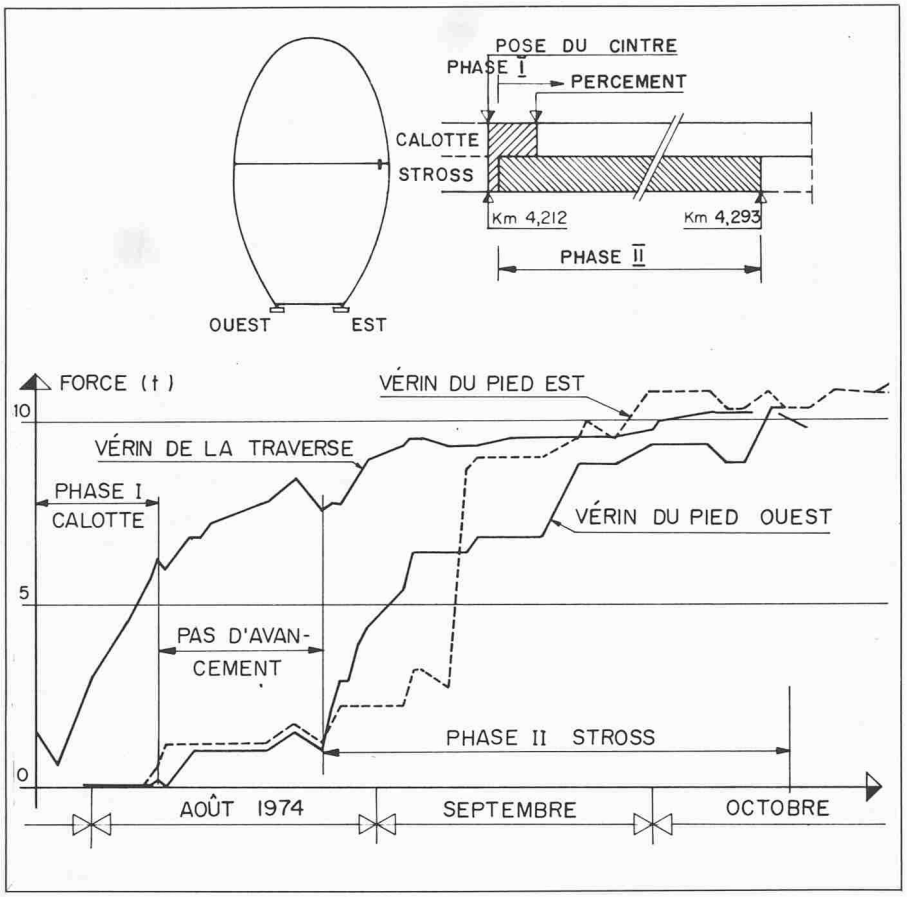


Fig. 9. Mesure de forces au cintre de piédroit 2

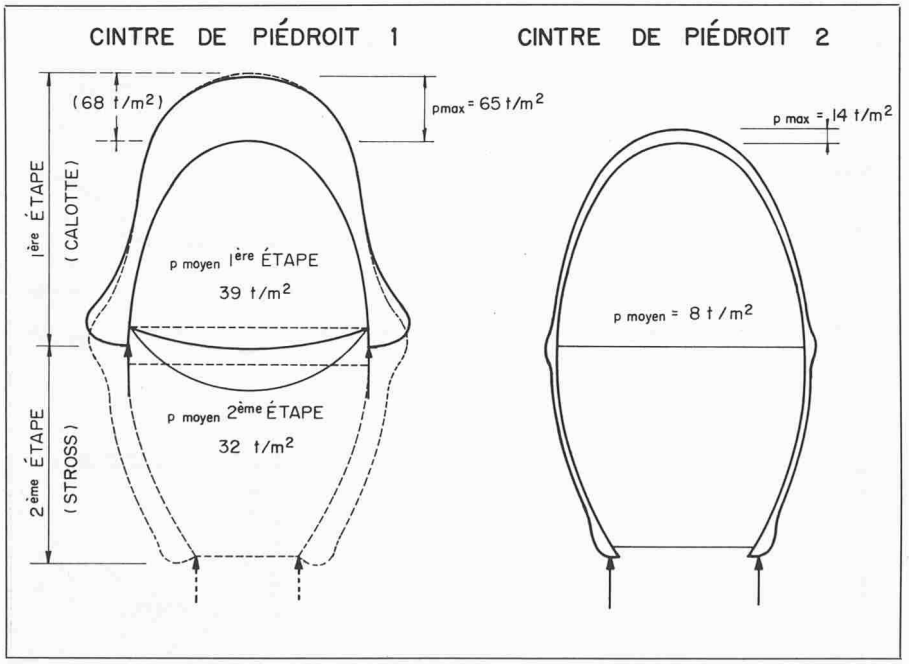


Fig. 10. Répartition des pressions autour des cintres de piédroit

et la répartition des pressions autour des cintres à la fin des mesures. la méthode utilisée est celle des moindres carrés, appliquée aux forces dans les vérins et aux déformations du cintre. La plastification du cintre 1 a été simulée par l'introduction de rotules aux endroits de plastification présumés. Les résultats de ces calculs sont reproduits dans la fig. 10. Il va de soi que les pressions ne sont en réalité pas distribuées symétriquement, comme on l'a supposé pour le calcul. En effet, les résultats de mesure de convergence ne sont pas symétriques. Cependant, ainsi qu'on le verra plus loin pour les cintres de calotte, l'erreur commise est petite, une faible dissymétrie dans les pressions se répercutant fortement sur les déformations.

Cintres de calotte 3 et 4

Les cintres de calotte 3 et 4 étant pratiquement identiques tant par leur équipement de mesure que par leur comportement, il ne sera question dans ce paragraphe que du cintre de calotte 3.

Comme le cintre de piédroit 1, le cintre de calotte se trouvait dans des schistes séricitiques à lentilles de quartz myloni-

tisés. L'excavation s'est faite sous la protection de lances. L'installation de mesure est représentée dans la fig. 11. Elle se composait de:

- cinq boulons de fixation de l'apparail de mesure de convergence, dans lesquels on a inscrit 9 segments de mesure,
- deux vérins plats de 93×55 cm,
- trois paires de «strain-gauges» posées de part et d'autre de l'âme du cintre. On a voulu, à l'aide de ces appareils peu chers, se rendre compte s'ils pourraient remplacer, lors d'essais ultérieurs, les coûteux vérins plats pour la mesure de la force normale. L'expérience a été peu concluante.
- neuf ancrages de mesure du hors-profil. Ce dernier, jouant un rôle déterminant sur la valeur que prendrait la pression sur le revêtement après son contact avec la roche, se composait de l'espace vide derrière les couteaux des lances, des fissures ouvertes dans la zone de roche lâche proche de la surface, de l'épaisseur de la queue des lances, de la déformation des coins de bois entre le cintre et les liner-plates et de la déformation des liner-plates eux-mêmes. Le déplacement des ancrages vers l'intérieur du tunnel, mesuré par rapport à la position du cintre, représentait la somme de tous ces facteurs.

Les principaux résultats de mesures sont représentés dans les fig. 12 à 15. Ils sont rapportés au moment où les queues des lances ont quitté le cintre (23 juin 1975).

La croissance très régulière des forces sur les vérins plats se voit dans la fig. 12. Après avoir atteint une valeur moyenne d'environ 85 t, elles semblent s'être stabilisées autour de 77 t.

Les résultats des mesures de convergence sont reproduits dans la fig. 13. La comparaison des changements de longueur des segments 8 et 9 témoigne de la déformation nettement dissymétrique du cintre.

Comme le montre la graphique de la fig. 14, les ancrages de mesure ont mis en évidence un hors-profil de l'ordre de 20 cm.

L'exploitation des résultats de mesure de force sur les vérins plats et de convergence par la méthode des moindres carrés a conduit à la répartition des pressions de la fig. 15. La dissymétrie des pressions y apparaît beaucoup moins que ne pourraient le donner à penser les résultats de mesure de convergence.

La précision du calcul de la répartition des pressions peut s'évaluer en chargeant le cintre par les pressions trouvées par la méthode des moindres carrés à diverses dates, et en calculant les changements de longueur des segments de

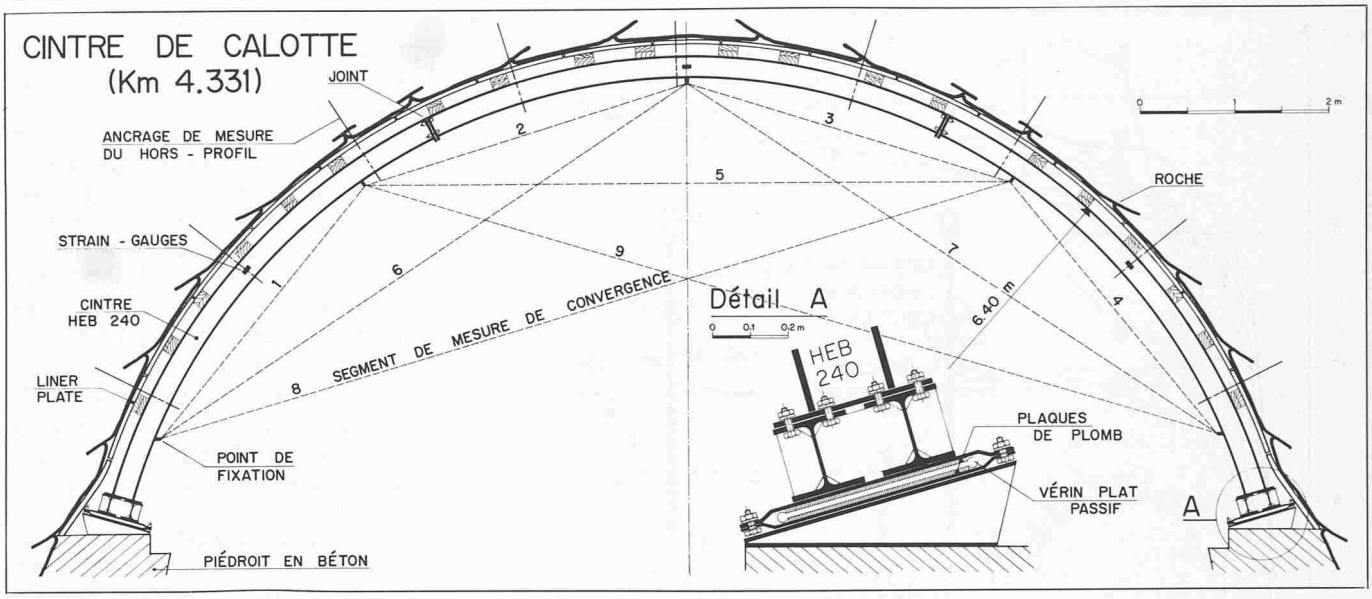


Fig. 11. Cintre de calotte 3

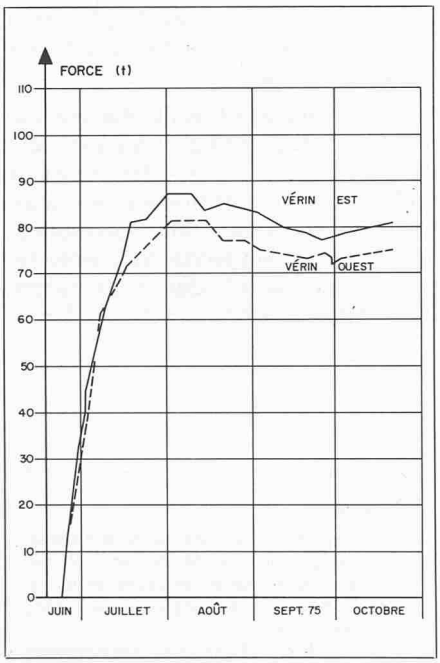


Fig. 12. Mesure de forces au cintre de calotte

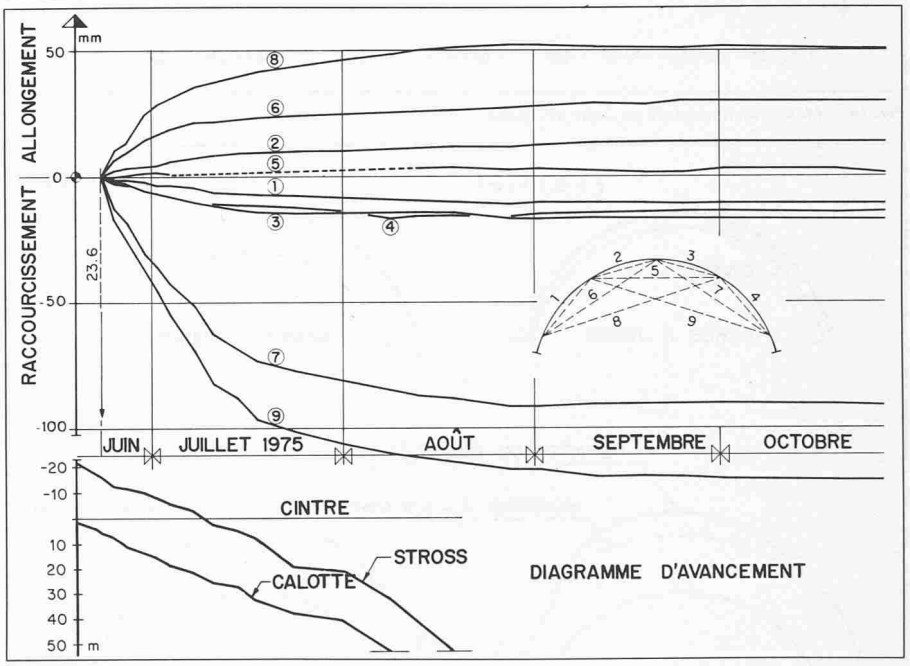


Fig. 13. Mesure de convergence au cintre de calotte

mesure de convergence résultant de la déformation du cintre.

On détermine ensuite l'erreur moyenne quadratique sur la différence entre le changement de longueur mesuré et calculé de chaque segment pour diverses dates.

Le calcul fait pour le cintre 3 donne une excellente précision de la répartition des pressions, puisque l'erreur moyenne quadratique est de l'ordre du millimètre, comme on le voit à la fig. 16. Sur cette même figure, on a représenté par l'épaisseur des lignes les différences entre les déformations mesurées (voir fig. 13) et les déformations calculées.

Comparaison de l'intensité des pressions sur le cintre de piédroit 1 et sur le cintre de calotte

Le cintre de piédroit 1 et le cintre de calotte se trouvant dans la même roche et étant distants de seulement 7 m, on peut sans grande erreur considérer les résultats des mesures comme appartenant à une seule et même section à mi-chemin entre les deux cintres.

On peut ainsi comparer les intensités des pressions données à la fig. 10 (cintre de piédroit 1) et à la fig. 15 (après quatre mois). On constate que la méthode de construction choisie a permis de passer de pressions moyennes de l'ordre de 40 t/m² à des pressions presque quatre fois plus faibles. Ceci est dû au déchargement progressif de la roche provoqué par les déformations qui ont eu lieu à chaque étape.

L'«historique» de l'évolution des pressions et des déformations dans la section commune a été représenté graphiquement à l'aide de la méthode des lignes caractéristiques [8].

Notre propos n'est pas d'exposer ce calcul ici. Relevons seulement l'apport très important représenté par la mesure du hors-profil. Lors de l'application de la méthode des lignes caractéristiques, cette grandeur est en effet souvent estimée. Or, elle est déterminante pour la pression que reprend le revêtement. Dans le cas du cintre de calotte que nous avons étudié, la mesure du hors-profil a permis de lever l'incertitude sur cette grandeur.

Conclusions

Les mesureset les calculs de mécanique des roches sont deux outils intimement liés dans la recherche des solutions le mieux appropriées aux problèmes posés par chaque construction.

Le calcul, moyen rapide et moins coû-

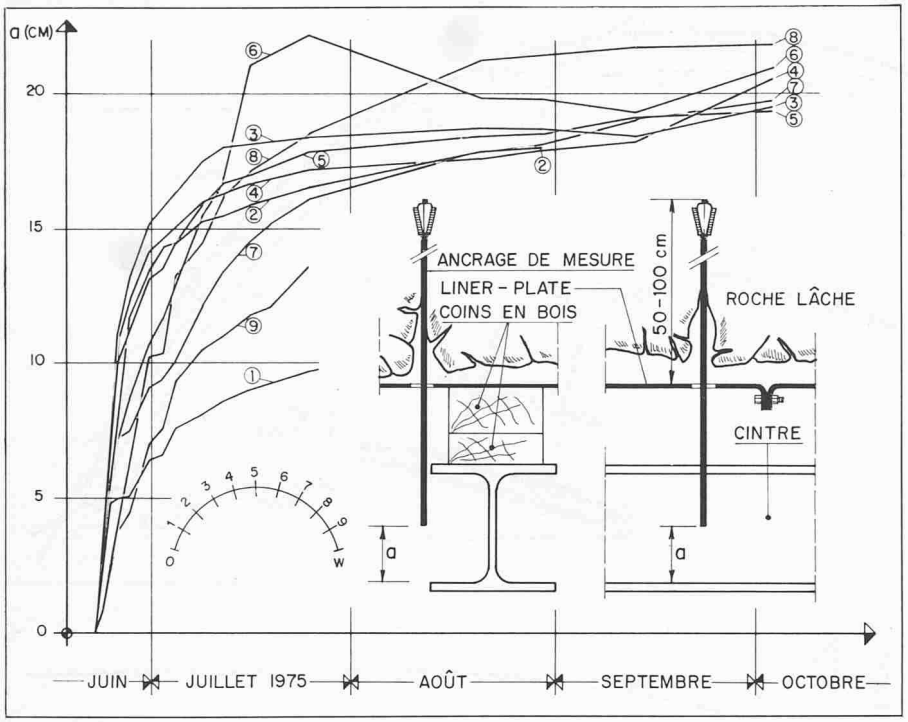


Fig. 14. Mesure du hors-profil au cintre de calotte

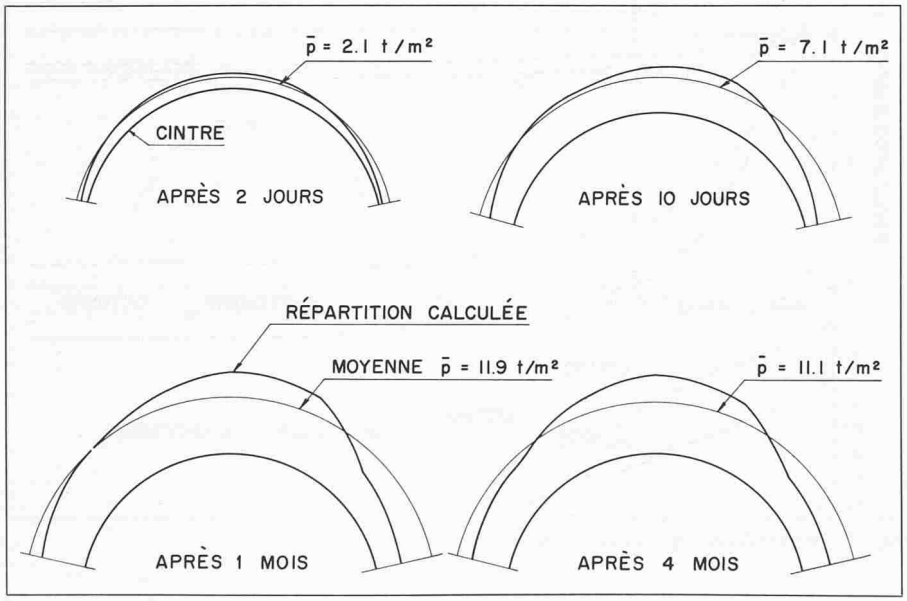


Fig. 15. Répartition des pressions autour du cintre de calotte, après le début des mesures

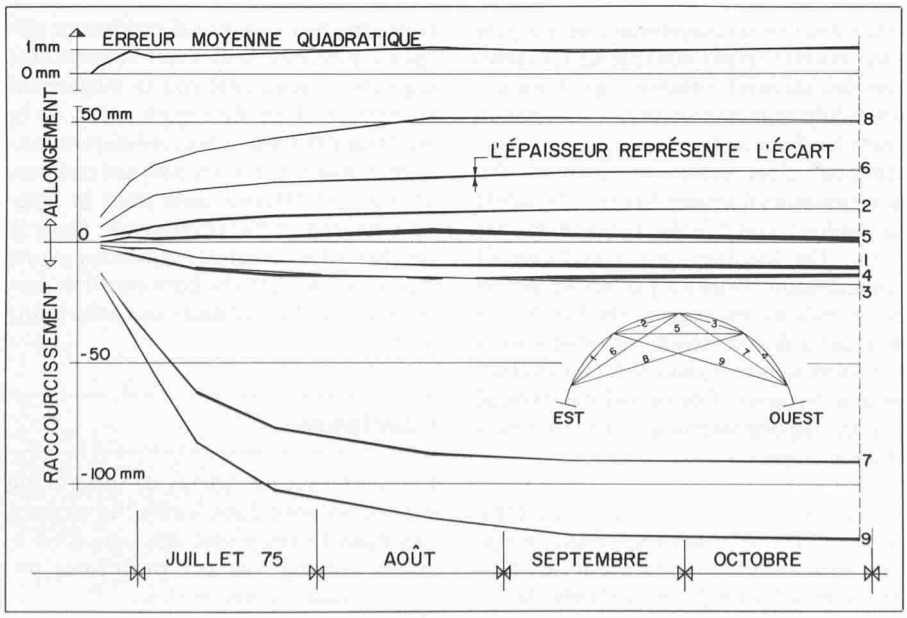


Fig. 16. Comparaison entre les déformations mesurées et calculées

teux que les mesures, n'a de sens que s'il reproduit avec une bonne approximation le comportement réel de l'ouvrage projeté.

Pour que tel soit le cas, il faut qu'il soit étalonné et vérifié par le comportement d'autres constructions, saisi qualitativement et quantitativement à l'aide de mesures in situ, qui permettent ainsi de façonner des modèles de calcul fidèles.

A cet égard, l'apport des mesures dans le tunnel du Gothard est important.

Citons deux exemples:

- Le modèle de calcul tenant compte de l'influence du front de taille [1] a été développé à la lumière des résultats des mesures avec l'extensomètre de la section 1.
- La valeur de la méthode des lignes caractéristiques pour la représentation de la relation entre la pression sur le revêtement et les déformations a été confirmée lors de l'exploitation des résultats des mesures dans la zone du mésozoïque.

Il se confirme une fois de plus que des mesures vont de pair avec les méthodes de calcul. Par ailleurs, elles restent le seul moyen de surveillance des constructions en cours, dont l'exécution, adaptée avec souplesse aux observations et aux calculs qui en découlent, devient plus économique et plus sûre.

Bibliographie

[1] *Amberg, W.:* «Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tensions et de déformations autour d'une cavité souterraine», 2e partie. 3e Congrès de la SIMR, Denver, 1974

[2] *Lombardi, G.:* «Long term measurements in underground openings and their interpretation with special consideration to the rheological behaviour of the rock». International Symposium, Field measurements in rock mechanics, Zurich, 1977

[3] *Rechsteiner, G.:* «Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tensions et de déformations autour d'une cavité souterraine», 1re partie. 3e Congrès de la SIMR, Denver, 1974

[4] *Lombardi, G.* et *Amberg, W.:* «L'influence de la méthode de construction sur l'équilibre final d'un tunnel». 4e Congrès de la SIMR, Montreux, 1979

[5] *Descoeudres, F.:* «Comportement mécanique des massifs rocheux autour d'une cavité». Conférences de la journée d'étude du 5 décembre 1975 à Zurich, document SIA 12, 1976

[6] *Bourquin, M.:* «Saint-Gothard 1974, Travaux du lot Nord». Chantiers, No 10, 1974

[7] *Bourquin, M.:* «Le franchissement de la zone du mésozoïque par le tunnel routier du Saint-Gothard». Tunnels et ouvrages souterrains. Revue AFTES, NO 11, 1975

[8] *Lombardi, G.:* «Gotthardtunnel: Gebirgsdruckprobleme beim Bau des Strassentunnels». Schweizerische Bauzeitung, Heft 13, 1976

Adresse de l'auteur: *G.F. Rechsteiner,* ing. dipl. EPFL, Bureau Dr Lombardi, 6601 Locarno